TASĂRILE CONSTRUCȚIILOR FUNDATE PE TERENURI DE CONSISTENȚA REDUSĂ ȘI NECESITATEA ÎNTOCMIREI UNOR PRESCRIPȚII PENTRU LIMITAREA ÎNCĂRCĂRILOR PE ASEMENEA TERENURI [1])

de Ing. Șef EMIL BOTEA
Șeful Serviciului de Studii Geotehnice P.C.A.

Terenurile se găsesc în natură în diferite stări de consistență. Gradul de consistență este determinat prin conținutul de apă. Conținutul de apă singur nu spune nimic, însă raportat la limitele de curgere și de frământare, care reprezintă stările de trecere între starea lichidă și cea plastică și între cea plastică și cea solidă, ne poate da indicații prețioase asupra stării terenului. Conținutul de apă și cele două limite, care au fost fixate de Atterberg prin anumite încercări de laborator, sunt exprimate prin raportul, în procente, între cantitatea de apă și materialul solid. Diferența între limita de curgere și cea de frământare constitue indicele de plasticitate, care are valori cu atât mai mari cu cât terenul conține material mai fin.

Atterberg deosebește șapte stări de consistență, pe care Kögler le exprimă prin indicele de consistență K,

$$K = \frac{\text{Limita de curgere — Umiditatea naturală}}{\text{Indicele de plasticitate}}$$

după cum se vede în tabloul din pag. 277.

Dacă umiditatea naturală se găsește între limita de curgere și cea de frământare, terenul se găsește în stare plastică.

Prin plasticitate se înțeleg două lucruri. In mod curent un corp se zice că e plastic dacă, printr'o mică sporire a forțelor ce acționează asupra lui, își poate modifica forma păstrându-și constant volumul. In Rezistența Materialelor plasticitatea e considerată nu ca o proprietate a corpurilor ci ca o stare specială de rezistențe. Pentru un corp ce

---

[1]) Comunicare făcută la Asociația Română de Poduri, Șarpante și Incercarea materialelor, Grupul român pentru încercarea materialelor, în ședința ținută la 25 Mai 1945 la Laboratorul Geotehnic P.C.A.

ascultă de legea lui Hooke deformațiile cresc proporțional cu rezistențele până la un punct, limita de curgere, dela care, crescând rezistențele, deformațiile cresc mult mai repede, până se ajunge la rupere. Intre limita de curgere și cea de rupere corpul se găsește în stare plastică.

Stările de consistență după Atterberg		Limitele de consistență după Atterberg	Stările de consistență după Kögler	Indicele de consistență după Kögler
tare	îndesată	limita de contracție	tare	K > 1
	afânată		semitare	
		limita de frământare		K = 1
plastică	tare		plastic vârtos	K = 0,75
		limita de lipire	plastic moale	K = 0,50
	lipicioasă		foarte plastic	K = 0,25
		limita de curgere	plastic curgător	K = 0
lichidă	vâscoasă		curgător	
	groasă			
	curgătoare			

In primul înțeles al noțiunii de plasticitate, un teren poate trece dela starea solidă în starea plastică și dela aceasta la starea curgătoare prin adaos de apă.

Nisipurile nu au o stare plastică, trecând direct, prin creșterea conținutului de apă, din starea solidă în cea curgătoare.

Starea plastică apare la schluff și chiar la schluff cu nisip făinos, la care, însă, indicele de plasticitate este redus. Din această cauză la astfel de terenuri variația conținutului de apă este periculoasă, o creștere relativ mică a cantității de apă putând aduce terenul în stare curgătoare.

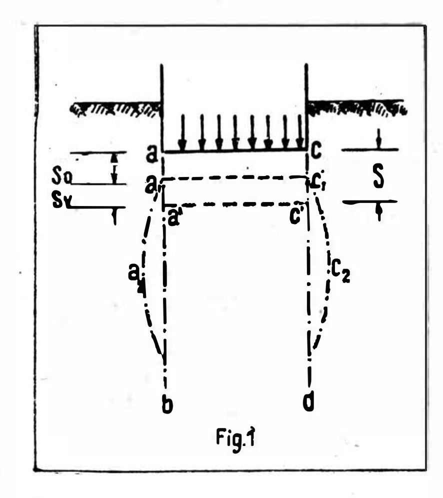


Fig.1

Din punct de vedere al rezistențelor, deși terenurile nu pot fi considerate că ascultă de legea lui Hooke, totuși în ceea ce privește repartizarea presiunilor în teren se pot utiliza în mod satisfăcător rezultatele teoriei elasticității prin aplicarea formulelor lui Boussinesq pentru semi-spațiul elastic și izotrop.

In cazul încărcării unui teren, starea de rezistență din interiorul lui, sub suprafața de încărcare, se modifică, și, totdeodată, apar deformațiile corespunzătoare, tasările.

Tasarea totală sub încărcarea dată de o construcţie se compune, după Terzaghi (1) [1], (fig. 1) din două părţi şi anume: o tasare datorită deformării laterale a terenului de sub baza de fundaţie, volumul rămânând constant, şi o tasare datorită micşorării volumului golurilor prin evacuarea apei şi a aerului din ele. Prima parte e denumită de Casagrande (2) « deformaţie » şi cea de a doua « comprimare » sau « consolidare ». Deformaţiile se neglijează în general, diferiţi autori arătând că ele au valori mici în raport cu tasările prin comprimare, pentru *terenurile ce pot fi considerate drept un bun material de fundaţie.*

Tasările probabile prin comprimare se pot determina prin încercări în laborator asupra probelor de teren, în aparate, edometre, care nu sunt decât nişte cilindrii de metal, în care probele pot fi comprimate sub diferite încărcări, deformaţia laterală fiind împiedecată. Circulaţia apei din goluri se poate face în sens vertical, putând fi evacuată prin cele două feţe ale probei. Timpul necesar evacuării apei din pori, corespunzător unei încărcări este funcţie de permeabilitatea terenului; cu cât terenul este mai impermeabil timpul necesar fiind mai mare (fig. 2).

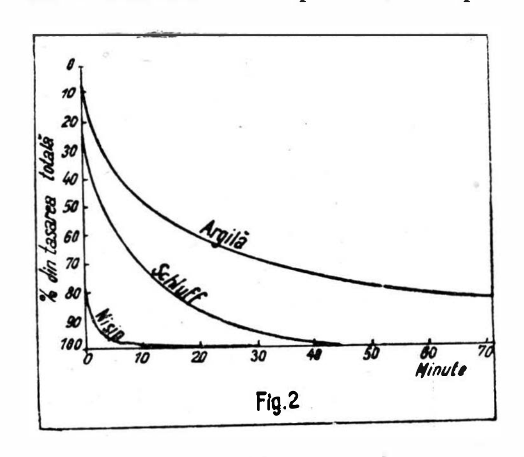


Fig. 2

Calculul tasărilor se bazează pe o serie de ipoteze simplificatoare care nu sunt totdeauna realizate, însă, totuşi, în general se constată că rezultatele sunt apropriate de realitate.

Terzaghi arată că raportul între tasările reale şi cele calculate variază între 0,2—1, prin încercările de laborator căpătându-se, în general, valori mai mari, datorită faptului că, prin extragerea de probe aşa zise intacte din teren, materialul suferă totuşi alterări care fac să se găsească compresibilităţi mai mari la încercări.

Drept teren bun de fundaţie Scheidig defineşte terenurile pentru care indicele de consistenţă $K > 1$ sau chiar $K = 0,75 — 1$ deşi acestea dau totuşi oarecare tasări. Deasemenea, el indică terenurile cu indice $K = 0,5—0,75$ ca fiind capabile să dea mari tasări sau chiar să refuleze.

In cazul terenurilor de consistenţă redusă încercările de laborator nu mai dau rezultate bune, însă, pentru prevederea tasărilor.

Un astfel de caz îl constitue construcţia silozului Medgidia. Silozul este aşezat pe un strat de cca. 16 m de löss-lehm de consistenţă redusă, indicele de consistenţă variind între 0,6—0,2. Presiunea pe teren medie, în cazul încărcării totale, este de 2,2 kg/cm².

[1]) Numerele arabe în paranteză se referă la bibliografia dela sfârşitul articolului.

Expertul german Dr. Scheidig, care a examinat în două rânduri situația la fața locului și a executat încercările de laborator la Freiberg, a prevăzut tasări de 20—30 cm. Cu ocazia verificării făcute în anul 1944, prin executarea de două noi foraje de cercetare și executarea de încercări pe probe extrase cu această ocazie, în laboratorul nostru, s'au găsit, prin încercările obișnuite, că tasările ar fi trebuit să fie de 38—45 cm. pentru încărcarea totală și de 24 cm sub greutatea proprie. Aceste tasări calculate ar fi trebuit să prezinte un maximum, care nu ar fi fost atins, dat fiind permeabilitatea redusă a terenului, decât după un număr mare de ani, când procesul de consolidare s'ar fi terminat.

In realitate la terminarea construcției tasarea era de 30 cm., presiunea medie pe teren fiind de 1,33 kg/cm², iar sub o încărcare de cca. 60% din încărcarea totală, presiunea medie fiind de 1,83 kg/cm², tasarea a ajuns până la 71 cm, depășindu-se astfel cu mult valorile prevăzute prin calcul pentru tasările sub aceste încărcări.

Tasările au apărut de fiecare dată în mod brusc, imediat după încărcare.

Cercetând cauzele acestor nepotriviri am ajuns la concluzia că ele se datoresc stării în care se găsește terenul precum și valorii prea mari a presiunii pe teren, ceeace face ca ipotezele ce stau la baza calculului tasărilor să nu mai fie aplicabile.

Intr'adevăr, Fröhlich (3) arată că, dacă încărcarea trece peste o anumită limită, sarcina critică, deformațiile terenului pot crește mult mai repede decât presiunile, terenul trecând în starea de rezistențe plastice. Acest fenomen se produce prin depășirea în anumite puncte a rezistenței la tăiere de care este capabil terenul, ceea ce se întâmplă întâi în anumite zone dela marginea suprafeței de încărcare, zone ce se măresc pe măsură ce încărcarea crește, putându-se uni sub fundație (fig. 3).

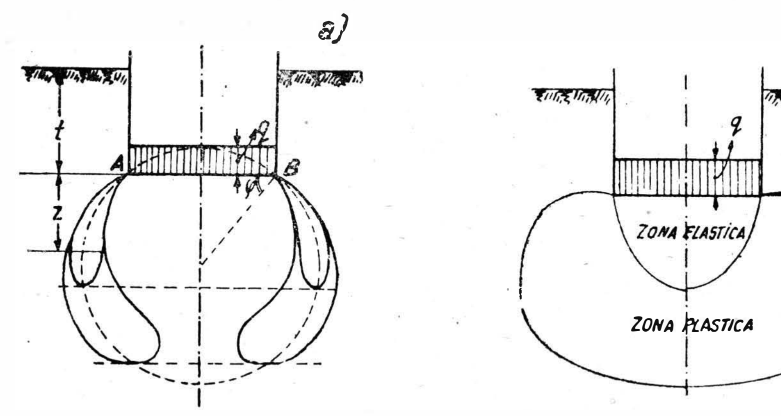


Fig. 3.

In aceste zone plastice materialul se găsește într'o stare semi-fluidă, producându-se deformații plastice.

In cazul când materialul este împiedecat de a fugi lateral, cum este cazul în edometre, aceste deformații plastice nu pot apărea, ceea ce explică faptul că ele nu pot fi observate prin astfel de încercări chiar după depășirea încărcării critice.

Același lucru se întâmplă și în cazul materialului de consistență ridicată, când terenul încărcat se găsește în situație analoagă cu aceea a probei în edometru. Dacă însă consistența terenului este redusă, materialul din zonele plastice nu întâmpină rezistență din partea terenului înconjurător și deformațiile se pot produce.

Mărimea acestor deformații nu poate fi încă prevăzută, însă se poate determina valoarea sarcinii critice. Aceasta se capătă găsindu-se ecuația suprafeței ce delimitează zonele plastice, ale cărei puncte sunt la limita de echilibru, și punându-se condiția ca aceste zone să fie reduse la zero. Rezistențele, în punctele de pe aceste suprafețe, trebue să satisfacă și relația de curgere a lui Rankine, care reprezintă relația între rezistențele principale și constantele materialului în cazul limită de echilibru.

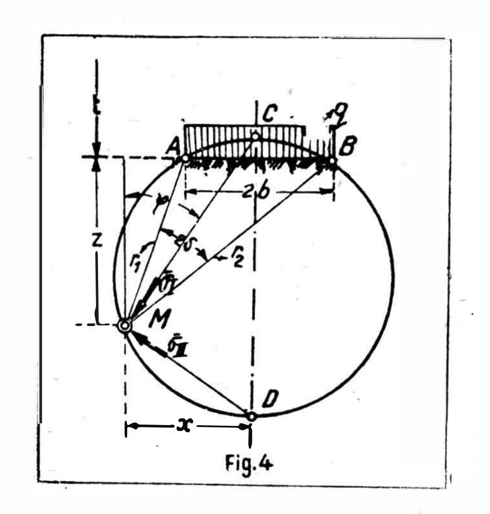


Fig. 4

In cazul unei fundații de lățime $2b$ și lungime indefinită, situată la o adâncime t sub fața terenului și încărcată cu o sarcină q uniform distribuită (fig. 4), rezistențele principale într'un punct situat la adâncimea z sub nivelul fundației, pentru un material coeziv, sunt date de expresiile:

$$\text{(I)} \quad \begin{aligned} \sigma_I &= \frac{q - \gamma . t}{\pi}(2\delta + \sin 2\delta) + \gamma(z + t) + p_k \\ \sigma_{II} &= \frac{q - \gamma . t}{\pi}(2\delta - \sin 2\delta) + \gamma(z + t) + f_k \end{aligned}$$

γ = greutatea volumetrică a terenului.

p_k = rezistența normală căreia îi corespunde o rezistență la tăere egală cu coeziunea materialului.

în care s'au suprapus rezistențele date de încărcarea q, după formulele lui Boussinesq, cu cele date de greutatea proprie a terenului de deasupra punctului considerat, care se presupune că se repartizează hidrostatic.

Relația de curgere a lui Rankine este:

$$\text{(II)} \quad \frac{\sigma_I - \sigma_{II}}{\sigma_I + \sigma_{II}} = \sin\varphi$$

φ = unghiul de frecare interioară.

Introducând valorile rezistențelor principale din (I) în (II) și rezolvând în raport cu z, se capătă ecuația suprafețelor ce delimitează zonele plastice.

$$z = \frac{q - \gamma . t}{\pi . \gamma} \left[\frac{\sin 2\delta}{\sin \varphi} - 2\delta \right] - t - \frac{p_k}{\gamma}$$

Punând condiția să nu apară astfel de zone, adică

$$z_{max} = 0$$

se capătă valoarea maximă a încărcării, care reprezintă sarcina critică:

$$\text{(III)} \qquad q_{max} = \gamma . t \frac{\cot\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + p_k \left[\frac{\cot\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} - 1 \right]$$

$$= \underline{\gamma . t . a + p_k (a - 1)} \text{ punând } a = \frac{\cot\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

In cazul löss-lehmului dela Medgidia s'a putut constata, însă, că el nu se găsește consolidat încă nici sub greutatea proprie astfel că apa din pori se găsește deja sub presiune și orice surplus de încărcare este luat tot de apă, iar nu de grăunțele solide prin presiunea exercitată una față de alta.

Acest lucru s'a constatat comparându-se cifra porilor a materialului în stare naturală, calculată cu formula:

$$\varepsilon = s . w \qquad \begin{array}{l} s = \text{greutatea specifică} \\ w = \text{umiditatea naturală} \end{array}$$

cu cifra porilor corespunzătoare unei trepte de încărcare în edometru egală cu greutatea coloanei de pământ până la adâncimea dela care a fost scoasă proba, adică așa zisa sarcină geologică. Valorile măsurate au fost mai mici decât cele calculate, cu excepția probelor dela marginea stratului, în vecinătatea straturilor permeabile, unde consolidarea a început să se producă.

In astfel de cazuri, încărcările fiind luate în primul moment de apă, rezistența la tăiere a materialului nu mai crește cu încărcarea și păstrează o valoare constantă s, corespunzătoare gradului de consolidare.

Relația de curgere se reduce la:

$$\text{(IV)} \qquad \tau_{max} \leqq s$$

Pe de altă parte, rezistența maximă la tăiere ce se poate realiza într'un punct din teren, este:

$$\text{(V)} \qquad \tau_{max} = \frac{\sigma_I - \sigma_{II}}{2}$$

Introducând valorile rezistenţelor principale din (I) şi a rezistenţei la tăiere din (IV) în relaţia (V), se capătă:

$$s = \frac{q - \gamma . t}{\pi} \sin 2\delta$$

care este maximă pentru $\sin 2\delta = 1$
şi deci:

(VI) $$q_{max} = \gamma . t + \pi . s$$

care este formula pentru sarcina critică dată de Maag (4) pentru cazul terenurilor neconsolidate.

Rezistenţa la tăiere s de care este capabil terenul, în starea de consolidare în care se găseşte la Medgidia, nu a putut fi determinată.

Presupunând însă că terenul s'ar fi găsit tocmai consolidat sub greutatea proprie, rezistenţele principale la o adâncime t, date de greutatea pământului sunt:

$$\sigma_I' = \gamma . t + p_k \quad ; \quad \sigma_{II}' = (\gamma . t + p_k) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

iar rezistenţa maximă de tăiere corespunzătoare:

(VII) $$s = \frac{\sigma_I' - \sigma_{II}'}{2} = (\gamma . t + p_k) \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Introducând această valoare în (VI) se capătă:

$$q_{max} = \gamma . t \left[1 + \frac{\pi \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right] + p_k \frac{\pi \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$\underline{= \gamma . t . \beta + p_k (\beta - 1)} \quad \text{punând} \quad \beta = 1 + \frac{\pi \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Variaţia lui α şi β în funcţie de unghiul de frecare φ este arătată în diagrama alăturată (fig. 5), din care se vede că β are valori mult mai mici ca α.

Pentru cazul silozului Medgidia s'a găsit în acest mod o valoare a sarcinii critice de $q = 0,87$ kg/cm², faţă de 1,33 kg/cm² cât s'a realizat sub greutatea proprie a silozului. Valoarea calculată este de fapt mai mare decât valoarea reală a sarcinii critice, deoarece rezistenţa la tăiere s'a luat mai mare decât cea corespunzătoare gradului real de consolidare.

Se vede deci că sarcina critică a fost depăşită chiar sub greutatea proprie a silozului, fapt care a dat naştere la deformaţii plastice, ce s'au putut uşor produce din cauza consistenţei reduse a terenului.

In afară de faptul că, prin depăşirea sarcinii critice, deformaţiile plastice au posibilitatea de a se produce, tasările sunt sporite şi prin libertatea ce o are terenul de sub fundaţie de a se deforma lateral, sub

volum constant, mai ușor, în cazul materialului de consistență redusă.

Aceste deformații sunt cu atât mai mari cu cât consistența este mai redusă, deoarece încercări de laborator ne-au arătat că presiunile laterale rezultate din încărcări verticale sunt cu atât mai mari cu cât terenul este mai puțin consistent.

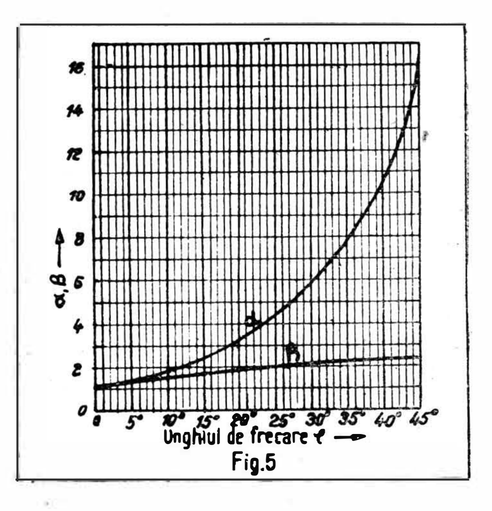


Fig.5

Deoarece, însă, nici mărimea acestor tasări nu poate fi determinată, singura măsură posibilă pentru evitarea tasărilor este limitarea încărcării admisibile.

* * *

Indicațiile ce se găsesc în diferite manuale și prescripții în privința rezistențelor admisibile pentru diferite feluri de terenuri erau foarte diferite și puțin precise, până când, cu ajutorul cercetărilor geotehnice, s'a putut stabili legătura între încărcări și deformații.

Astfel prescripțiile pentru construcții din Prusia, din 1919, dădeau ca indicație numai că « un teren bun de fundație poate fi solicitat cu 3 la 4 kg/cm² » și « dacă în mod excepțional se vor admite solicitări mai mari acestea se vor motiva special ».

In 1934 a apărut prima ediție a normelor DIN 1054 « Indreptar pentru încărcarea admisibilă a terenului de fundație la clădiri », care dă numai câteva rezistențe admisibile pentru unele feluri de terenuri.

Pentru cazuri mai complicate recomandă încercări de probă și cercetări speciale fără a da preciziuni asupra naturii lor.

In 1939 apare anteproiectul unei a doua ediții a normelor DIN 1054, care a apărut sub forma definitivă în 1940. In aceasta grija de a se limita încărcările admisibile pentru prevenirea tasărilor dăunătoare este trecută pe primul plan.

Se arată dela început relațiile ce există între construcție și terenul de fundație și apoi se prescrie modul în care trebue făcută recunoașterea straturilor de teren prin foraje și șanțuri de cercetare.

Pentru cazurile sigure, în care natura și starea terenului poate fi recunoscută cu mijloace simple, pe baza rezultatelor forajelor, se dă un tablou de rezistențe admisibile. In acest tablou se dă o mare importanță stării de consistență în care se găsește terenul.

Starea de consistență este definită, ca și în laborator, prin poziția umidității naturale față de limitele lui Atterberg.

Totuși rezistența admisibilă nu este dată în raport cu indicele de consistență exprimat printr'o cifră, pe baza unor încercări precise de laborator, ci starea de consistență este determinată în mod subiectiv, pentru a se evita încercările de laborator în cazuri simple.

Rezistențele admisibile, ce se dau pentru diferite stări ale terenurilor coezive și ale celor necoezive care conțin părți argiloase în suficientă cantitate pentru a se putea prezenta sub diferitele stări plastice, sunt după cum urmează:

a) mocirlos	0	kg/cm²	(0)
b) moale (ușor frământabil) . . .	0,4	»	(0,5)
c) vârtos (greu frământabil) . .	0,8	»	(1,5)
d) semi tare	1,5	»	—
e) tare	3,0	»	(4)

Stările de consistență sunt definite după cum urmează:

a) *mocirlos* este un teren care curge printre degete când e strâns în pumn;

b) *moale* este un teren care se lasă ușor frământat;

c) *vârtos* este un teren care e greu frământabil, dar totuși se poate fasona cu mâna în cilindrii de 3 mm diametru, fără să se rupă sau să se sfărâme;

d) *semi tare* este un teren care se sfărâmă sau se rupe dacă se încearcă a se forma cilindrii de 3 mm diametru, dar este încă umed și întunecat la culoare;

e) *tare* este un teren uscat și care are de aceea o culoare deschisă.

In proiectul de circulară din 1939, rezistențele aveau valori mai mari (valorile din paranteză) însă ele au fost apreciabil reduse, pentru a evita cât mai mult nesiguranța și valorile mari ale tasărilor ce se produc în cazul consistențelor mici.

Dacă se apropie stările de consistență arătate de circulară de clasificarea dată de Kögler și Scheidig după indicele de consistență, ele se pot asimila după cum urmează:

moale = plastic moale ($K = 0{,}50—0{,}75$)
vârtos = plastic vârtos ($K = 0{,}75—1$)
semi tare = semitare ($K > 1$, sub limita de contracție)
tare = tare (deasupra limitei de contracție)

Se vede astfel cât de mult este redusă rezistența admisibilă (0,4 kg/cm²) pentru starea de consistență plastic moale în care deformațiile plastice și cele sub volum constant nu au încă valori apreciabile precum și faptul că pentru consistențe mai reduse decât $K = 0{,}5$ circulara nu mai admite un sistem obișnuit de fundație.

Circulara prevede apoi, pentru cazurile în care este îndoială asupra mărimii tasărilor ce se vor produce, cercetări în laborator și calculul tasărilor, arătând încercările ce trebuesc făcute.

La noi nu există prescripții speciale pentru încărcarea admisibilă a terenului de fundație. Totuși în « Prescripțiile generale pentru proiec-

tarea și executarea construcțiilor», întocmite de Ministerul Lucrărilor Publice și Comunicațiilor în 1941 se dau, la Capitolul VI, prescripții asupra presiunii admisibile pe teren, precum și un tablou cu rezistențe admisibile pentru diferite feluri de teren.

La aceste rezistențe se ține seama întru câtva de consistența terenului. Se prescrie astfel pentru:

argila moale	1,0—1,5	kg/cm²
argila uscată	1,5—2,5	»
argila tare, uscată	2,5—3,5	»
argila compactă, tare	3,5—5,0	»

însă, întru cât nu se definesc diferitele stări, acest lucru produce mai mult confuzie, trecerea unui material într'o categorie sau alta fiind lăsată complet la voia celui ce are de ales rezistențele.

Pe de altă parte rezistențele sunt prea mari. Astfel pentru argila moale, în care ar putea intra toate stările de consistență de la $K = 0$ la $K = 0,75$ rezistența de 1,0—1,5 kg/cm² prescrisă poate depăși în multe cazuri valoarea sarcinii critice respective. Circulara germană prescrie pentru o stare corespunzătoare o valoare maximă de 0,4 kg/cm².

Deasemenea valoarea maximă de 5 kg/cm² pentru argila tare, pare prea mare.

Prescripțiile mai recomandă o sporire a rezistenței admisibile dată în tablou, în cazul fundațiilor mai adânci de 2 m sub nivelul terenului, cu o cantitate

$$C.\gamma.h = \mathrm{tg}^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right)\gamma.h$$

corespunzătoare rezistenței pe care materialul de sub fundație o întâmpină din partea terenului înconjurător, când, prin tasarea construcției, ar tinde a fi refulat lateral.

Acest spor este foarte însemnat. Astfel pentru o fundație situată la 3 m adâncime pe o argilă moale, cu un unghiu de frecare 25° și greutatea volumetrică 2 t/m³, sporul este de:

$$C.\gamma.h = 2{,}43 \times 2 \times 3 = 14{,}58 \quad \mathrm{t/m^2} \cong 1{,}5 \quad \mathrm{kg/cm^2}$$

rezistența totală admisibilă putând fi deci sporită dela 0,4 kg/cm² la 1,9 kg/cm².

In cazul construcțiilor la care tasările admisibile sunt foarte mici pentru a nu se pune în pericol stabilitatea lor, această rezistență a terenului nu poate interveni cu valoarea ei maximă, astfel că sporul recomandat este prea mare.

Circulara germană prevede un spor egal cu cel mult greutatea coloanei de pământ până la adâncimea de fundație, adică, în cazul de mai sus, de 0,6 kg/cm², rezistența totală admisibilă fiind deci de numai 1 kg/cm².

Prescripțiile noastre mai recomandă încercările de teren pentru stabilirea rezistențelor admisibile, precum și cercetarea naturii terenului până la cel puțin 3 m sub talpa fundației.

Rezultatele încercărilor de teren nu sunt însă concludente, dat fiind suprafața mică de încărcare, iar adâncimea prescrisă pentru cercetarea terenului este mult prea mică, fundațiile solicitând straturile compresibile dela adâncimi mult mai mari.

Având în vedere cele arătate mai sus, credem că este absolut necesar a se întocmi cât mai curând norme speciale pentru cercetarea terenului de fundație și stabilirea rezistenței admisibile, în care să se țină seama de stările de consistență în care se găsesc diferitele straturi de teren.

Pentru construcțiuni mari trebuește cerută examinarea atentă de către personalul specializat, cu ajutorul mijloacelor moderne oferite de laboratorii.

Această necesitate este cu atât mai acută cu cât ne aflăm în pragul unei perioade de reconstrucție și de mari realizări în domeniul constructiv, în care nu ne vom putea permite erori ce le-ar putea pune în primejdie.

BIBLIOGRAFIE

1. K. TERZAGHI, Settlement of structures. Procedings of the International Conference of Soil Mechanics, 1936.
2. A. CASAGRANDE, La structure de l'argile et son importance dans l'étude des travaux de fondation. Bulletin de l'Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation, No. 16, 1933.
3. O. K. FROHLICH, Druckverteilung im Baugrunde, 1934.
4. E. MAAG, Grenzbelastung des Baugrundes. Strasse und Verkehr. Bd. 24, 1938.
